

設計から竣工後までの長期的な品質確保のための光ファイバセンサによる
高層建物の構造性能把握に関する研究A STUDY ON THE PERFORMANCE OF HIGH RISE BUILDING USING
OPTICAL FIBER SENSORS IN ORDER TO ENSURE THE QUALITY OF
BUILDING FROM THE DESIGN TO POST-COMPLETION STAGE

西澤 崇雄*, 大野 富男**, 飛田 潤***, 福和 伸夫****

Takao NISHIZAWA, Tomio OHNO, Jun TOBITA
and Nobuo FUKUWA

We have been measuring the performance of plural buildings by mounting optical fiber sensors capable of measuring static and dynamic displacement on some columns of plural buildings in the process of being constructed, in order to grasp and verify their performance from the difference between the performance of actual buildings and their design performance. We analyzed the results of the measurement and reached the conclusion that measurement using optical fiber sensors is applicable to (1) evaluations of the performance of buildings, structural systems, and construction quality based on the analysis of the difference between the performance of actual buildings and their design performance, (2) feedback to future design, and (3) the estimation of the degree of damage to buildings after a disaster. In this paper, we describe particularly dynamic measurement results of the measurement we have conducted on two skyscrapers whose elevational shape is irregular, or regular, and describe the utility of the measurement system to suggest, and show future prospects.

Keywords : Structural health monitoring, optical fiber sensor, high rise building, dynamic column axial force, evaluation of structural system

構造ヘルスモニタリング, 光ファイバセンサ, 超高層, 変動柱軸力, 構造システム評価

1. はじめに

現在の建築構造設計は性能設計を指向しているが、実建物の応力状態は設計で想定した応力と異なっているとの指摘もある¹⁾。一方で、実際の性能を把握・検証することを目的として、実建物に作用する部材力などを計測し、設計時の解析結果と比較検討した既往の報告例は多くない。一般に、構造設計時の解析モデルは、重量や剛性の設定など設計者の判断によるばらつきがあったり、通常の長期応力解析時に段階的な施工に伴う応力変化状況が考慮出来ないなど、実建物の応力状態は設計時想定とは異なっている可能性がある。また、近年増えている不整形な立面形状の超高層ビルなどで、たとえば柱が傾斜している場合には、推力が発生し、整形な立面形状の建物と比較して実建物と解析の違いがさらに大きくなることも予想される。動的特性に関しては、重量評価の精度や剛性の振幅依存性などにより、固有周期の評価精度も左右される²⁾。さらに、最近の超高層建物では制振構造とすることが一般的となっているが、特に大地震に対する制振構造システムの挙動は実建物では十分には確認されていない。このように、設計時の構造解析の妥当性に関する実測による裏づけは十分ではないというのが現状と考えられる。設計時に意図した施工品質が確保できたかを実際に確認し、さらにその結

果を設計プロセスにフィードバックする方法を確立することは、性能設計を指向する現代の構造設計では、不可欠の技術であると考えられる。

一方で、強い地震動を受けた際に、構造損傷を迅速・的確に評価する方法を確立することも喫緊の課題である。鉄骨造高層建物でも可能性の高い構造被害は、鉄骨梁の下フランジ破断であるが、一般に鉄骨梁は耐火被覆に覆われており、構造損傷を目視で確認することは難しい。梁の下フランジが破断した場合には、梁の履歴吸収エネルギーが大きく低下するため、被災後の建物の継続使用はできないと判断されるが、耐火被覆を撤去して調査を行うには多くの時間と人手を必要とする。地震前後の常時微動計測結果に基づいて動的特性の変化に着目したとしても、構造損傷の程度に比して固有周期等の変化はわずかであり³⁾、被災前の振動特性が継続的に計測されていないければ、積載荷重条件などによる固有周期の変化や非構造部材の損傷などにも左右されて、構造被害の適切な推定は困難と考えられる。また大地震時の被災建物数が膨大で構造技術者数にも限りがあることを考えると、建物の継続使用の可否に関する判断は先送られ、当該建物の事業継続に支障をきたす可能性は高い。

このような背景から本論では、実際の高層建物の構造性能を把

* ㈱日建設計構造設計室 主管・工修

** ㈱日建設計構造設計室 技師長・工修

*** 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授・工博

**** 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

Senior Structural Engineer, NIKKEN SEKKEI, M. Eng.

Chief Structural Engineer, NIKKEN SEKKEI, M. Eng.

Assoc. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

握・検証することを目的として、静的及び動的変形を計測可能な光ファイバセンサを用いて、柱の軸変形の計測を実施し、建設時から竣工後までの継続的な変化を、計測結果と3次元構造解析モデルに基づいて分析する。さらにこの分析結果を活用して、①実建物と設計時との比較分析に基づく建物の構造性能評価・構造システム評価・施工品質評価（具体的には「構造性能評価」とは性能設計の裏づけとなる構造体の耐力の余裕度などを、計測結果を踏まえて再評価すること、「構造システム評価」とは制振システムを含む構造体の挙動が設計で意図した通りであるかを評価すること、「施工品質評価」とは計測結果の分析から施工が適切におこなわれ、構造材として適切な品質が確保されているかを評価すること。）②今後の設計手法へのフィードバック（具体的には、計測結果から明らかとなった一般的な設計手法に関する問題点をフィードバックすることや、計測結果を踏まえて、長期の安全性確保のための耐力確保などといった目標に対し、実態を踏まえて目標性能の設計に利用すること。）③被災後の構造損傷程度の推定法の構築、などへの道筋をつける。

本論での検討過程の一部についてはすでに公表^{4)~7)}しており、以下に関連する論文を明示しつつ手順を説明する。

まず、2節において計測対象建物と計測装置の概要を説明する。計測対象建物は、設計時解析と実建物の応答挙動の差異が出やすいと考えられる不整形な立面形状を持つ建物（M建物）と、比較的整形な建物（N建物）とした。なるべく少数のセンサで効果的な計測を行うため、計測位置は建物全体の特性を評価できる低層階の柱を対象とした。ただし、構造や、平面形状・階高などが一般部と異なる部分を避け、また施工時や竣工後の計測環境も考慮して、建物高さの1/3程度の位置を選択した。

建物重量と固有周期を観測できれば、建物剛性の詳細な評価が可能になるので、計測装置としては、施工中の建物の重量変化や、周期などの動特性が計測できることを重視した。また、計測コストを削減するために、施工途中から竣工後までの長期間に渡って間欠的に計測が行えるものとした。また柱の軸力を安定して評価するためには、局所的な歪を計測する歪計でなく数十センチオーダーのロングゲージの歪計が適切である。さらに、現場の施工に支障とならないものであることが望ましい。そこで、これらの計測の目的に最もふさわしい計測装置として光ファイバによる構造物の変位計測システムSOF0を採用した。このセンサは、センサ自身は安価であり、静的・動的な計測の両方に対応でき、長期にわたって安定した特性を有するという利点がある。また、常時微動レベルの小振幅でも建物の固有振動による構造体の歪変化を捉えることができる。さらに、必要に応じてロガーを接続することにより計測可能であり、他の応力・振動計測機器と比べて、長期の間欠的計測にも対応しやすい。

計測装置が歪センサであることから、力への換算時に温度歪の影響を取り除くことが不可欠で、センサの取り付け状況をふくめた評価が必要であるため、実際の計測結果の分析をもとに温度歪の補正に関する考察を行った⁸⁾。

次に計測結果に基づいて、より説明性のある構造解析モデルを作成した。主として、建物の固有周期に注目して構造解析モデルの妥当性の確認を行った。本来、固有周期は建物の重量と剛性が複合した指標であり、完成建物の固有周期計測のみによって確認された構造解析モデルの信頼性は十分ではない。しかし、施工段階の異なる

2時点以上で合理的に説明できるモデル化ができれば構造解析モデルの信頼性を向上することが可能である。そこで、施工途中と竣工直後のそれぞれの施工段階に応じたモデル化を行い、信頼性の高い構造解析モデルを作成した。なお、静的計測結果による建物重量の検証も試みたが、簡単な形状であれば静的歪から精度良く重量換算可能⁹⁾だが、計測対象がCFT柱で充填コンクリートの収縮の影響が大きいため重量換算が難しく⁷⁾本論ではこのデータを活用することは断念した。構造解析モデル作成の詳細は3節で説明する。

最後に、作成した構造解析モデルを用いて、実建物で実施した自由振動実験のシミュレーション解析を行い、光ファイバセンサで計測された動的変位を軸力に換算して分析した。（4節）

さらに信頼性の高い構造解析モデルの作成の検討の中で明らかとなった一般的な設計の手順に対する注意点にも言及し（3.4）、また動的変位の分析結果から、被災後の損傷度推定や制振装置の挙動把握にも有用であることを説明する。（5節）。

静的計測の結果についてはすでに文献6)、7)にまとめてあるが、これらの検討では、光ファイバセンサによる計測は、重量の変化を捉えることはできているものの、CFT柱については充填コンクリートの自己収縮・乾燥収縮の影響が大きく³⁾、荷重による歪み変化と

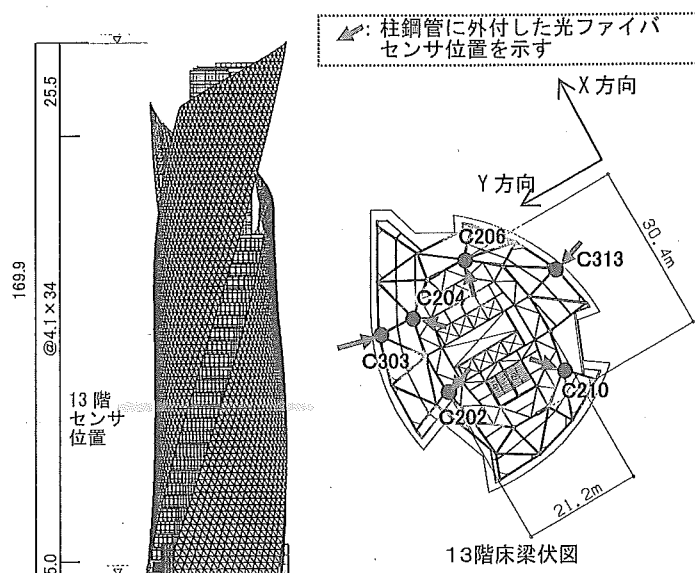


図1 M建物の概要と計測柱位置

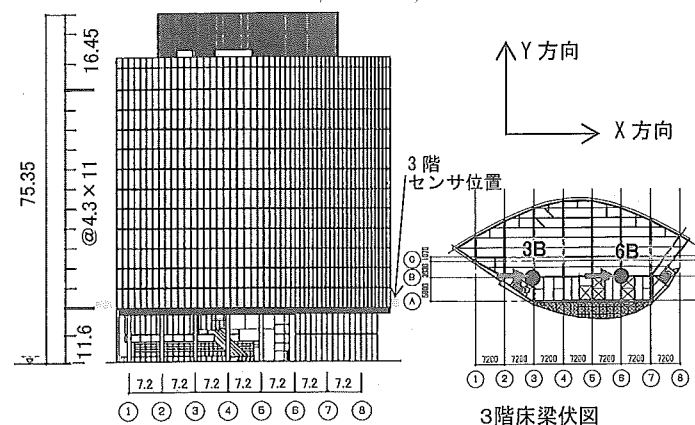


図2 N建物の概要と計測柱位置

収縮による歪み変化の分離が課題であることが分かった。この点については、現在試験体を製作して充填コンクリートの収縮挙動を確認する実験を実施しており今後さらなる考察を加える予定である。また、これまでの竣工後の継続的な静的計測結果から、充填コンクリートの収縮挙動が収束した後、積載荷重変化によると考えられる歪変化が明確に計測されており、継続計測が被災後の損傷度推定のための振動モデル作成に有意であることを示している。

以上、本論で提案する手法は、容易に設置可能な1種類のセンサを計画的に建物に配置することで、建物の部材レベルから全体にいたる静的及び動的挙動を把握し、計測結果を反映して作成した3次元構造解析モデルと比較することで、設計から竣工後までの一連のフィードバック・構造把握が効率良く出来る手法であるところに独自性がある。

2. 計測対象建物と計測装置

2.1 計測対象建物の概要と計測装置の設置位置

計測対象とした2棟の建物の立面図及び床梁伏図をそれぞれ図1、図2に示す。両建物は近接して建設されており、いずれも高さ60mを超える超高層建物であり、CFT柱・鉄骨梁であるなど共通した特徴をもつ。両建物の主な違いは、N建物が一般的な鉛直の柱で構成されるのに対して、M建物は斜めの柱を有する不整形形状であることである。

本報告では斜め柱があるM建物を不整形建物、鉛直な柱のみで構成されるN建物を整形建物と呼ぶことにする。なお、建物の詳細は文献⁷⁾を参照されたい。図1、図2に、光ファイバで軸変形を計測するCFT柱の位置を示してある。建設過程での柱軸方向歪を計測することから、建物の下層にセンサを配置する方針とし、建物高さの1/3程度の階の柱にセンサを配置した。平面位置で見ると、M建物では楕円状に配置されたコア周りの主要な12本の垂直柱のうち4本の柱脚位置(13階)と、外周の斜め柱のうち2本の柱頭位置(12階)に設置した。一方、N建物では3階の建物コア周りの主要な柱2本の柱脚位置に設置した。センサは各柱位置共に鋼管の歪計測用(以後「外付」と表記)と充填コンクリートの歪計測用(以後「埋込」と表記)の2か所に取り付けた。さらに部材の温度変化による歪補正を行うために、それぞれのセンサの至近に熱電対を設置し鋼

管及び充填コンクリートの温度を計測している。鋼管及び充填コンクリート用センサの設置の仕方を図3～図5に示す。鋼管への設置に際しては、センサ両端を支えるL型の鋼製固定金物(ブラケット)を接着剤で柱表面に固定して設置している。このブラケットの温度歪が計測結果に及ぼす影響も無視できないため、参考文献⁶⁾による検討結果を踏まえて、N建物ではより高い精度で歪計測ができるように両側のブラケットのL型金物の向きを揃えて設置した。また、充填コンクリートへの設置に際しては、柱心位置に埋め込んで固定するため、設置用の定規としての三叉部材に全長1m径8φの全ねじ棒を捨て筋として設置し、センサ中間部の被覆チューブを捨て筋と針金で縛った上で接着剤により固定した。各建物に配置したセンサはいずれも長さ300mmのものを使用した。図5にセンサ位置の高さ方向の詳細を図示する。

2.2 計測装置の概要

採用した光ファイバセンサ・SOF0は2本の光ファイバで構成され、1本は構造物の伸縮に追随し、他の1本は長さ変化しない構造になっており、2本の光ファイバの長さの差から歪みを計測するしくみである。静的変位測定その他、0～1kHzの範囲の動的変位の計測が可能であり、分解能は静的変位の場合 $2.00\mu\text{m}$ 、動的変位の場合 $0.01\mu\text{m}$ であり、高い計測精度を有している。

2.3 温度歪みの補正

センサ本体は、温度による影響を打ち消すように設計されているが、センサの計測対象区間の母材や設置金物が温度伸縮するため、変位(歪)の計測結果に対して温度による補正を行うことが不可欠である。一般的な鉄の線膨張係数は概ね 12×10^{-6} であるが、図3に示したセンサの固定状況に対応して、みかけの線膨張係数を修正する必要がある。文献⁶⁾で温度と計測歪の関係について詳細な検討を行った結果、固定用ブラケットの材質や固定条件の影響も含めて、みかけの鉄骨の線膨張係数は 10×10^{-6} 程度となった。

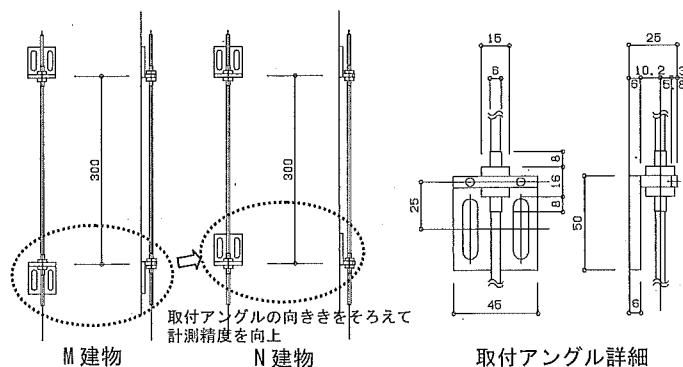


図3 鋼管へのセンサ取り付け状況図

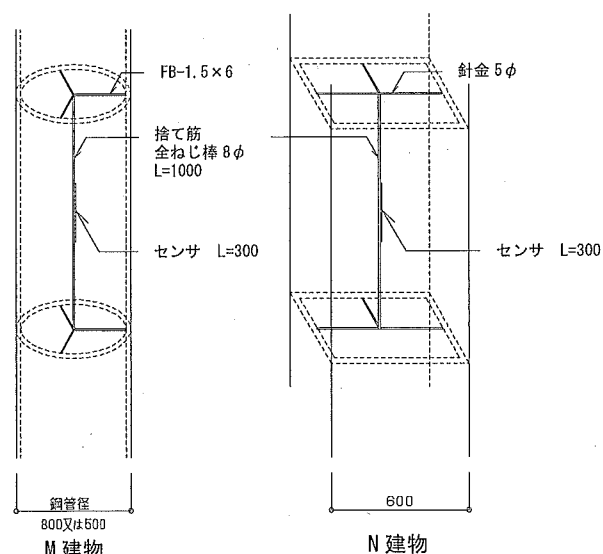


図4 充填コンクリートへのセンサ取り付け状況図

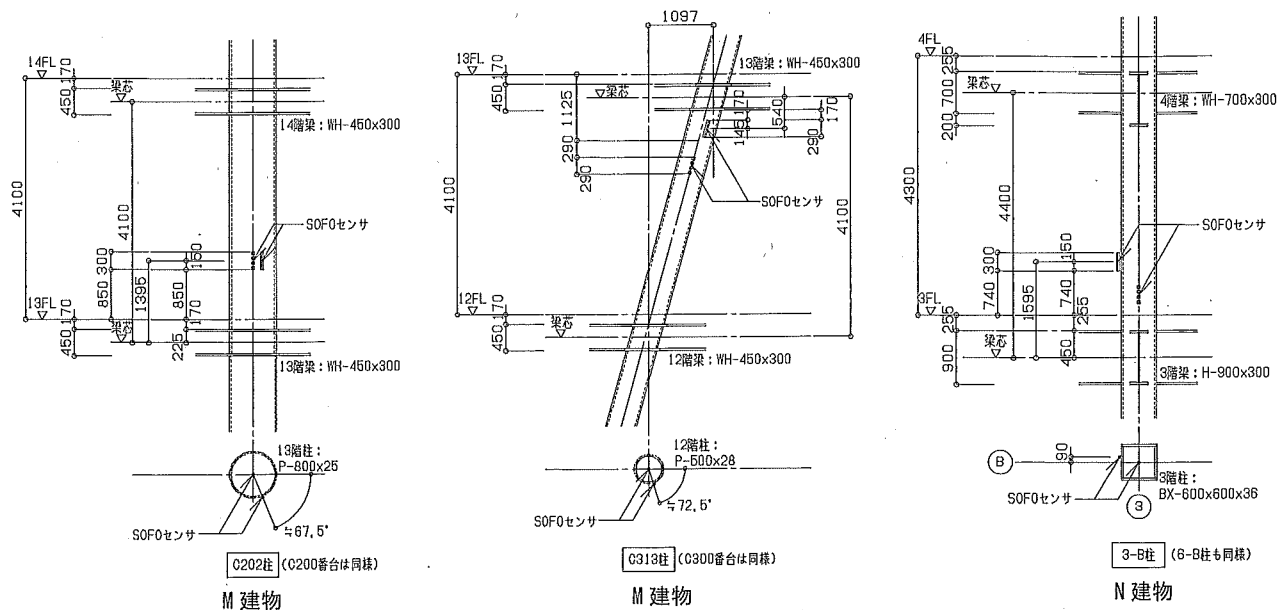


図5 センサ取付位置の詳細図

充填コンクリート部についてはコンクリート材料の線膨張係数は 10×10^{-6} 程度であった。静的歪計測結果の評価にあたっては、これらの線膨張係数を用いて温度変化による歪と応力による歪を分離することにする。

3. 信頼性の高い構造解析モデルの作成

3.1 構造解析モデルの概要

M建物、N建物ともに設計時に用いた解析モデルを修正してより説明性のある構造解析モデルを作成する。解析モデルは、建物を部材レベルでモデル化した立体骨組みモデルである。M建物では粘性ダンパーが設置されており、粘性ダンパーは取付部及びダンパー部の剛性を考慮した Maxwell 型モデルとして当該箇所に組み込んだ。屋上には付加質量を免震装置で支持したマスダンパーがあり、免震装置の復元力特性を考慮したせん断パネでモデル化している。振動モデルの減衰は、シミュレーション対象の振動実験が小振幅であることから、実験結果を参考に、M建物ではレーリー型減衰として1次周期に対して0.6%、2次周期に対して0.7%となるように設定した。N建物では剛性比例型減衰としてモデル化し1次周期に対して1%の減衰とした。解析プログラムはM建物では MIDAS/Gen を使用し、N建物では BUILDING-3D を用いた。

3.2 構造解析モデルの剛性

前述したように、M建物では、施工段階の異なる2時点以上で合理的に振動特性を説明できるようにモデル化をおこなう。構造解析モデルの剛性評価にあたっては、梁の剛性評価時にはスラブによる剛性増大率を考慮している。ただし、剛域は考慮していない。

剛性については一般に、微振動振幅領域では実測周期は解析周期よりも小さくなる傾向がある。文献²⁾によると、実測の1次周期は設計周期の8割程度であることが報告され、この原因として微動計測が竣工直後の積載荷重が少ない状況での計測となる場合が多いこと、微小振幅のために2次部材の剛性が影響していることなどが原因としている。分析ではさらに3.4で分析する建物のアスペクト

比と微小振幅時の建物周期の関係を考察し、解析モデルの剛性の妥当性を判断した。

3.3 構造解析モデルの建物重量

建物の重量は、設計仕様通りに詳細に重量を算定すれば原理的にはかなり精度よく重量を算定できるはずである。一般的な設計での建物重量算定において固定荷重は、使用材料の比重と使用量により計算でき、床、外装、躯体自重など影響の大きい部分は設計図をもとに正確に計算する。しかし、文献¹⁰⁾によると、設計時の重量算定では、コンクリートの増し打ちや床の撓みを補正するためのコンクリートの打ち増しが考慮されておらず、現場で打設されるコンクリート量は、設計図から算定されるコンクリート量より5~10%多く、設計での重量算定は実際よりやや小さめとなるとしている。また、公開された資料ではないが、高さ約250mの単純な平面形状を有する超高層建物において、実際に使用された資材重量の累計から算出した固定荷重と一般的な設計の手順によって計算された固定荷重を比較したところ、実際の固定荷重は設計値の1.04倍程度となったとの例もあり、固定荷重は通常の場合で1割程度の誤差は有しているものと予想される。

通常の設計と同様に一般的な荷重拾いにより重量を算定した設計時モデルを、M建物・N建物それぞれ MD モデル、ND モデルと呼称する。M建物は図1に示す200番台の柱符号で構成される楕円形状の内側が建物コアであり、一般的な建物と比較して各階平面に対するコアの面積が大きい。一般的な設計での荷重拾いでは、非構造壁など、算定する各階の総重量への影響が小さいと判断されるものは経験的な概算値で計算し、詳細に計算されることは少ない。M建物設計時も非構造壁の多いコア部分の重量は詳細に算定されていない。そこで、より詳細な重量評価例として、M建物に対して非構造壁の間仕切りなどについて、設計時よりも詳細な荷重拾いを行ったモデルを作成した (MD-RW モデルとする)。さらに、両建物を実測した時期が竣工直前であったことから、積載荷重を設計時とは修正したモデルを作成した。M建物では計測時の実情を考慮して教室の家具

の重量として積載荷重を 20kg/m^2 とし、積載物のない廊下などの積載荷重は 0 とした修正モデルを作成した (MD-RW-RLL モデル)。N 建物についても、竣工時にはほとんど積載物のない状況であることを考慮して積載荷重を 0 とした修正モデル (ND-RLL モデル) を作成した。

M 建物については、施工途中の動的計測を実施している。そこで、MD-RW-RLL モデルをベースとして施工途中時の状況を考慮して、表 1 に示す竣工時との差を反映したモデル化を行い施工途中の解析モデル (MD-Under Construction: MD-UC モデルと略す) を作成した。

3.4 作成した構造解析モデルの評価

表 2～表 3、図 6～図 8 に解析と実測の建物周期を比較して示す。また、表 4 に施工途中について示す。

M 建物に対して作成した竣工直後と竣工中の詳細モデルである MD-RW-RLL、MD-UC モデルでは表 2、表 4 に示す通り 1 次及び 2 次周期ともに実測値と良く一致している。一方 N 建物では解析モデルの周期は実測値よりやや短い (表 3)。これは建物のアスペクト比が関係しているものと考えられる。

筆者らがこれまで微動計測により求めた建物周期の結果⁹⁾では、図 9 に示すように、建物のアスペクト比 (軒高/振動方向の建物幅) と実測周期/解析周期に相関がある。ただし、M 建物ではアスペクト比算出にあたり、水平力の 8～9 割を負担する主要なコア架構の外形式法を建物幅として計算した。また、建物 M と N の解析周期の算定では、他と条件を揃えるため設計用の積載荷重を用いた。

表 1 M 建物施工途中モデルに対応する施工状況

M 建物 施工途中モデルに対応する施工状況 (以下の施工状況を反映して解析モデルを作成)	
コアの鉄骨部	・柱・梁鉄骨は PH1 階 (36 階の上階) 床まで建方完了
	・CFT の充填コンは 34 階柱まで充填完了
	・ブレース架構は 27 階まで完了
	・鋼板壁は 32 階まで完了
外周架構の鉄骨部	・柱・梁鉄骨は 31 階の梁まで完了
	・CFT の充填コンは 27 階柱まで充填完了
	・ブレース架構は 27 階まで完了
床	・スラブコンクリートは 24 階床まで打設完了
	・25 階はデッキプレートの上に配筋がされた状態
	・26 階～28 階はデッキの敷き込みまで完了
外装カーテンウォール	・18 階まで完了
外装アスロク	・13 階まで完了
内装	・9 階まで完了
積載荷重	・施工状況に応じた積載荷重を反映
	・28 階床レベルにタワークレーンが固定されている

表 2 M 建物の実測周期と解析周期の比較

M 建物 竣工直後		T ₁ (短辺方向)		T ₂ (長辺方向)		T ₃ (ねじれ)	
		秒	比率	秒	比率	秒	比率
MD モデル	一般設計時モデル	2.98	(0.99)	2.24	(1.01)	0.96	(0.98)
MD-RW モデル	詳細荷重モデル	3.17	(1.05)	2.38	(1.07)	1.01	(1.03)
MD-RW-RLL モデル	修正 RLL モデル	2.99	(0.99)	2.24	(1.01)	0.96	(0.98)
実測値	実測値	3.01	(1.00)	2.22	(1.00)	0.98	(1.00)

表 3 N 建物 (竣工直後) の実測周期と解析周期の比較

N 建物 竣工直後		T ₁ (短辺方向)		T ₂ (長辺方向)		T ₃ (ねじれ)	
		秒	比率	秒	比率	秒	比率
ND モデル	一般設計時モデル	2.07	(1.26)	2.00	(1.33)	1.66	(1.43)
ND-RLL モデル	修正 RLL モデル	1.77	(1.08)	1.73	(1.15)	1.45	(1.25)
実測値	実測値	1.64	(1.00)	1.50	(1.00)	1.16	(1.00)

表 4 M 建物 (施工中) の実測周期と解析周期の比較

M 建物 施工中		T ₁ (短辺方向)		T ₂ (長辺方向)	
		秒	比率	秒	比率
MD-UC モデル	詳細荷重モデル	1.93	(0.99)	1.48	(1.00)
実測値(施工中)	実測値(施工中)	1.94	(1.00)	1.48	(1.00)

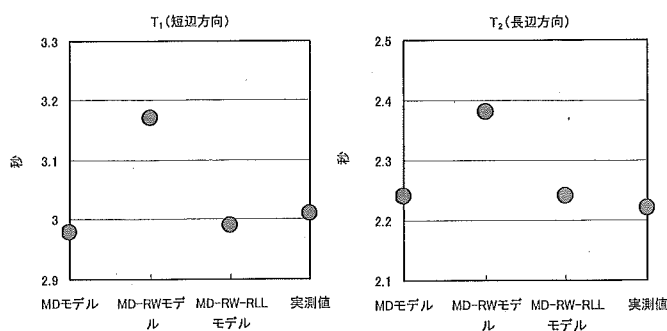


図 6 M 建物 (竣工直後) の実測周期と解析周期の比較

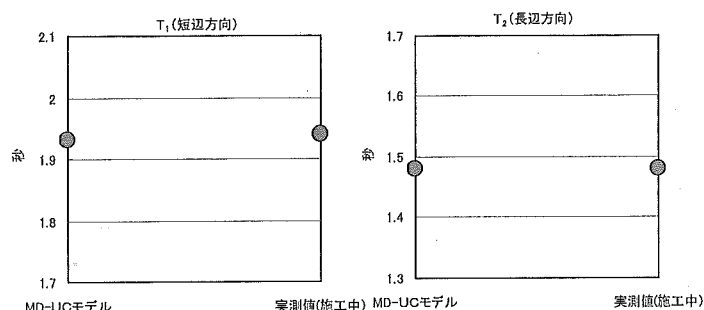


図 7 M 建物 (施工中) の実測周期と解析周期の比較

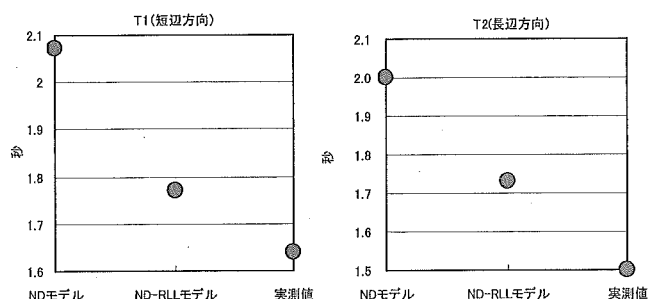


図 8 N 建物の実測周期と解析周期の比較

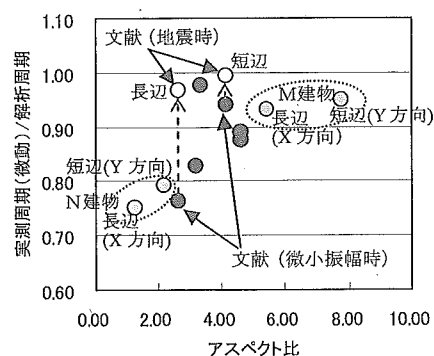


図 9 アスペクト比と実測周期/設計周期

微小振幅ではアスペクト比が大きいほど実測周期（微動）/解析周期は1に漸近する傾向がわかる。これは微小振幅時の2次部材の剛性寄与が、曲げ変形割合の大きいアスペクト比が大きい架構では小さいためと考えられる。地震時と微動時との差に着目すると、アスペクト比の小さい場合には、振幅の違いによって周期が大きく変化するのに対して、アスペクト比の大きな場合には、変化が少ないことが分かる。

以上のことから、アスペクト比の大きいM建物に対しては、微小振幅でも2次部材の剛性の影響は少なく、実情にあった積載荷重の評価を行えば設計周期と解析周期はほぼ一致するものと考えられる。

以上のことから、アスペクト比の大きなM建物では詳細なモデル化により実測値と一致する傾向を示すと考えられ、竣工直後と施工途中の2時点で解析モデルの整合を確認することで、構造解析モデルの説明性を向上できたと考える。

一方で、N建物はアスペクト比が小さいことから、2次部材の剛性が影響し、解析周期は実測値よりも小さくなる傾向にある。N建物の実測をした時点は積載荷重がほとんどない竣工直後である状況を考慮して作成したモデル（ND-RLLモデル）では、実測値は解析周期の9割程度の値となっており、ある程度妥当なモデル化が出来ているものと判断出来る。

以上のことから、設計に反映すべき内容が明らかとなった。M建物のような形状を有する建物では、特に上層階において居室の占める面積が小さく、コア廻りの非構造壁や、外装の荷重の影響が相対的に大きいため、通常的设计で用いる経験的概算値ではなく、詳細な重量算定が必要となる。

以下のシミュレーション解析では、本節で作成した説明性の高い解析モデルを用いて分析を行う。

4. 自由振動実験と解析によるシミュレーション

4.1 シミュレーション解析の方針

前節で作成した構造解析モデルを用いて、自由振動実験のシミュレーション解析を行い、光ファイバセンサで計測される変位に基づく変動軸力を解析結果と比較することで、解析モデルの妥当性を検証する。また、提案する計測法が、被災後の損傷程度の推定や、制振装置の挙動確認にも有効であることを示す。

4.2 自由振動実験の概要とシミュレーション解析

自由振動実験は、竣工直後で入居者や什器による積載荷重が無い状態で実施した。M建物は建物頂部に設置されているAMDを起振機として用い、N建物では建物最上階で人力加振を行った。この結果、M建物は建物頂部（36階）で最大振幅約10gal、N建物では建物頂部（14階）で最大振幅約0.5gal程度の応答を示した。自由振動実験は、定常状態を確認した後に加振を停止し自由振動させる方法で行った。なお自由振動実験中はAMDを固定した。シミュレーションでの加振力は、定常応答変位がほぼ一致するように設定した。図10～11に実測および解析による床応答変位を比較して示す。各建物とも振動方向によらず同様の傾向を示したので、ここではX方向のみを図示する。実測波形は、実験時に設置した地震計により計測した。使用した強震計はフォースバランス型加速度センサ（3成分）を内蔵した一体型普及強震計で、フルスケール2G、ダイナミックレンジ

108dbであり、比較的振動レベルが大きくなる高層建物では常時微動計測が十分可能である。

図10よりM建物では実測結果と解析結果がよく対応しており、解析モデルの妥当性が検証できている。一方、N建物の自由振動の計測結果は、加振力が十分でないために微動レベルの振動の影響を強く受けており、妥当性の判断は難しい。

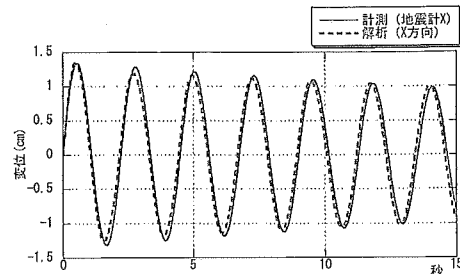


図10 M建物の自由振動波形（X方向）と解析の比較

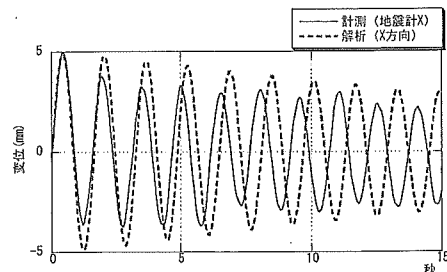


図11 N建物の自由振動波形（X方向）と解析の比較

4.3 自由振動実験時の動的柱歪に関する考察

自由振動実験時の柱軸方向の動的歪みを図12～16に示す。M建物の主要な耐震架構となるC202、C206柱では外付センサと埋込センサで計測された歪は同様な挙動を示しているが、2つの柱が建物平面的に対称位置にあることから歪み波形が逆位相になっている。またC206柱は振動方向に対して架構端部の変動軸力が生じやすい位置にあり、振幅がC202柱より大きい（図12、図13）。一方、C313柱では外付センサと埋込センサが異なる挙動を示している（図14）。これはC202、C206柱が曲げ応力の小さなトラス架構であるのに対してC313はラーメン架構の一部のため、外付センサが柱端の曲げ歪の影響を受けているためと考えられる。曲げ歪みを受けない箇所では、外付と埋込のセンサがほぼ同様の挙動をする傾向は、N建物でも同様である。Y方向の加振に対しては、センサはほぼ部材断面の重心軸位置に配置されているため（図5）、Y方向の自由振動時の柱軸方向計測変位は、3B柱・6B柱ともに外付と埋込はほぼ同じ挙動を示す（図17、図18）。一方、X方向の加振時には外付と埋込センサの挙動が異なっている（図15、図16）。これは、X方向ではセンサが柱脚曲げの影響を受けているためであると考えられる。

ここで解析結果からセンサ位置の時刻歴変位波形を計算して計測波形との比較を行う。図19に計算の手順を説明する概念図を示す。M建物のC313柱の外付けセンサの変位波形の場合、まず解析結果によるX及びY方向の部材断面力の時刻歴を用い、平面的なセンサの取付位置（X方向に対して約72.5°）を考慮して、センサ角度方向の柱端曲げモーメントの時刻歴波形を計算する。次に柱の反曲点位置が階高の1/2であると仮定してセンサ高さ方向の位置を考慮し、

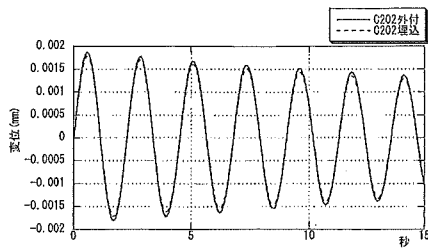


図 12 自由振動時の柱軸方向計測変位
(M建物 X方向加振 C202)

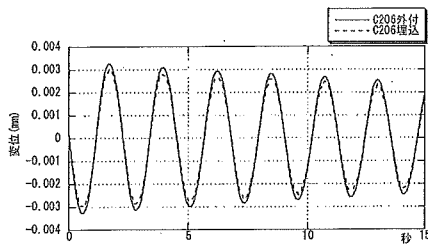


図 13 自由振動時の柱軸方向計測変位
(M建物 X方向加振 C206)

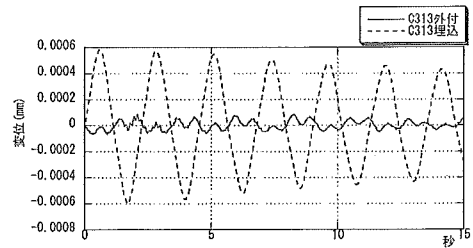


図 14 自由振動時の柱軸方向計測変位
(M建物 X方向加振 C313)

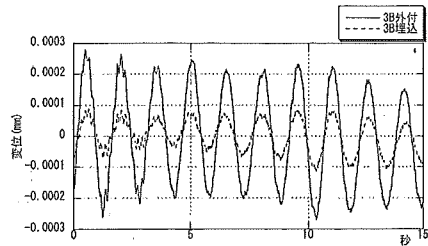


図 15 自由振動時の柱軸方向計測変位
(N建物 X方向加振 3B)

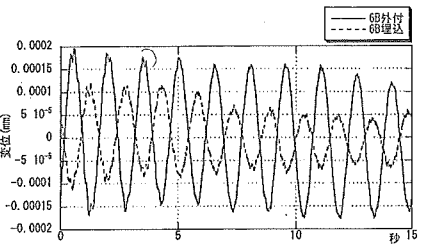


図 16 自由振動時の柱軸方向計測変位
(N建物 X方向加振 6B)

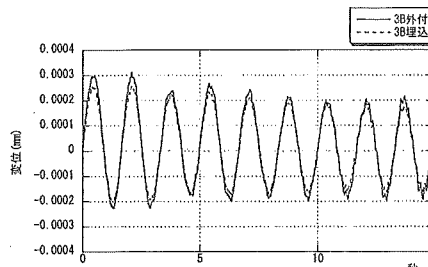


図 17 自由振動時の柱軸方向計測変位
(N建物 Y方向加振 3B)

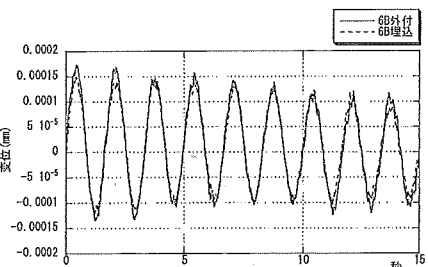


図 18 自由振動時の柱軸方向計測変位
(N建物 Y方向加振 6B)

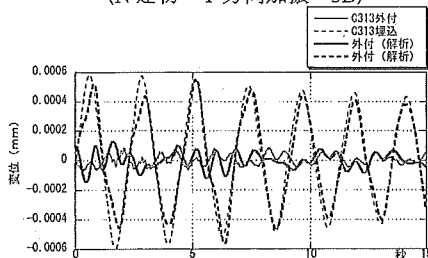


図 20 柱軸方向計測変位 解析との比較
(M建物 X方向加振 C313)

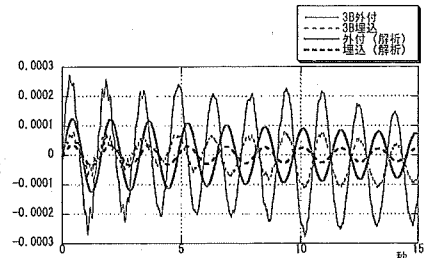


図 21 柱軸方向計測変位 解析との比較
(N建物 X方向加振 3B)

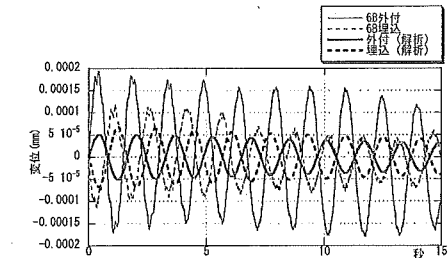


図 22 柱軸方向計測変位 解析との比較
(N建物 X方向加振 6B)

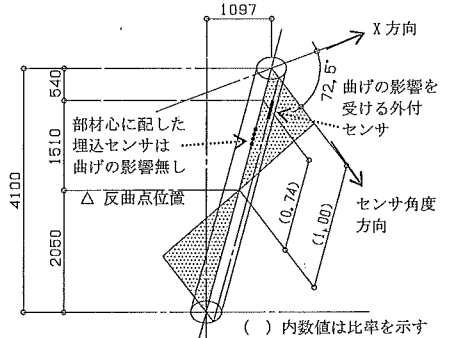


図 19 センサ位置の曲げ歪み計算概念図

表 5 計測部材の断面、材料定数、断面係数

柱番号	M建物		N建物
	C202, C206	C313	3B, 6B
柱断面	P800×25	P500×28	BX600×36
鋼管	Zs(mm ³)	11436594	4841192
	Es(N/mm ²)	205000	205000
	As(mm ²)	60868	41519
	Zs(mm ³)	41417481	8593079
充填コン	Ec(N/mm ²)	44433	44433
	Ac(mm ²)	441786	154830

センサ高さ位置の曲げモーメントを計算する。そして、鋼管と充填コンクリートが平面保持の仮定が成立する一体の断面であると仮定し、断面係数で除して曲げによる歪みを算出し、軸力による軸歪みの時刻歴波形と足し合わせ、センサ長を乗じて変位波形を算出した。N建物でも同様な計算を行った。計算にあたって採用した材料定数、断面係数を表 5 に示す。

センサ位置の解析変位波形と計測変位波形を比較した結果を図 20～図 22 に示す。図 20 より M 建物 C313 柱の解析結果は、部材の曲げを考慮して計算した外付センサの変位波形、埋込センサの変位波形ともに計測結果と良い一致を示す。実験時のような微小振幅レベルで、CFT はコンクリートと鋼管が一体的に挙動するので、外付センサの計測波形は、部材の曲げの影響を考慮することで説明ができる。N 建物でも解析による波形は、図 21 では外付センサと埋込センサの位相が同じだが、図 22 では位相が逆であるなど、実測結果の特

徴を良く表現している。但し、N 建物では M 建物ほど対応が良くない。N 建物の計測波形は短周期成分が加算され減衰の仕方も様々ではない。実験時の加振力が不十分なため、微動による雑振動の影響を大きく受けていると考えられ、これに加え、外付センサが階高中心近くにあり (図 5)、反曲点高さによる評価誤差 (図 19) が大きくなるためであると考えられる。

計測歪みから換算した自由振動実験時の柱変動軸力を解析結果と比較して図 23～図 27 に示す。柱変動軸力の計測歪みからの換算では、CFT 部材のコンクリートと鋼管が一体挙動していることから、埋込歪の計測値がコンクリート及び鋼管の軸方向歪を代表しているとした。図 23～図 25 より、M 建物では解析結果と良い一致を示し、C200 番台の鉛直柱、C313 の斜め柱の違いは明確でなく、相違の程度は 30% 程度である。N 建物では雑振動による短周期成分があり判断が難しいが、同様に相違の程度は概ね 30% 程度と判断できる (図 26、

図 27)。

以上から、建物振動時のシミュレーションでは部材力についても計測と解析結果は比較的良好な対応を示しており、解析結果との相違の程度は、加振力の大きさが大きく影響しているといえる。M建物の自由振動実験での加振では、センサの最大変位が 0.003mm 程度であり、センサ長 300mm であることから最大歪は約 10μ となる。鉄のヤング係数 205000N/mm^2 に対して、長期許容応力度は 217N/mm^2 であることから、長期許容応力度に対する歪は約 1000μ となり、実験の最大歪は鉄骨の長期許容応力度に対する歪みの 1% 程度に相当する。この程度の加振を行えば、複雑な形状の建物であっても計測結果は解析結果と良好な対応を示すことが分かった。

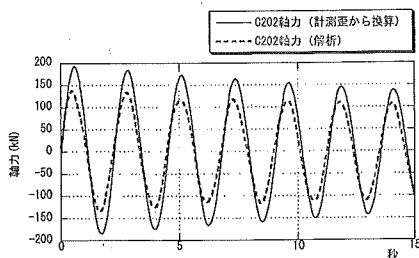


図 23 柱変動軸力 解析との比較
(M 建物 X 方向加振 C202)

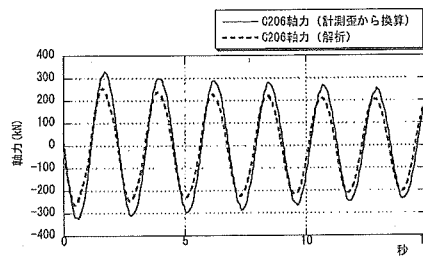


図 24 柱変動軸力 解析との比較
(M 建物 X 方向加振 C206)

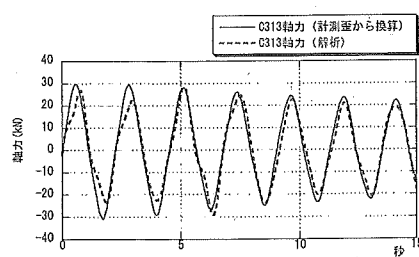


図 25 柱変動軸力 解析との比較
(M 建物 X 方向加振 C313)

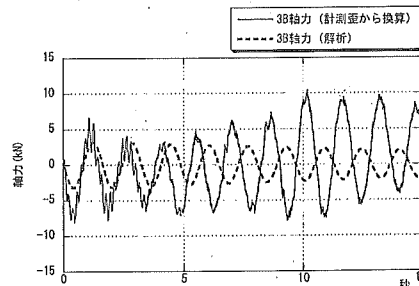


図 26 柱変動軸力 解析との比較
(N 建物 X 方向加振 3B)

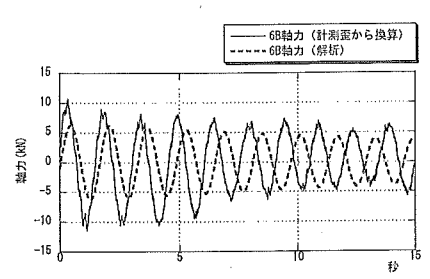


図 27 柱変動軸力 解析との比較
(N 建物 X 方向加振 6B)

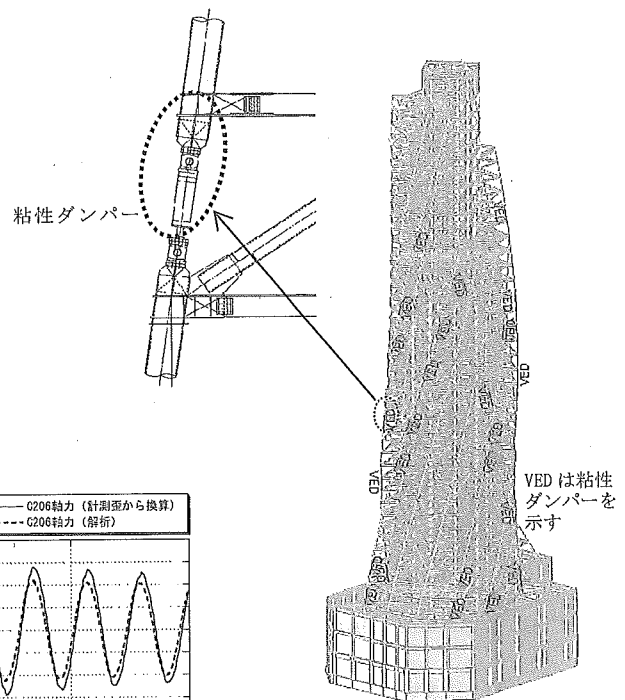


図 28 粘性ダンパー配置概念図及び詳細図

4.4 ダンパーの有無に関する考察

M建物には大地震時の建物の全体曲げ変形の抑制のために、建物外周架構に粘性ダンパーが縦方向に設置されている (図 28)。自由振動実験では、ダンパー取り付けボルトを緩めダンパーの有無による実験も実施した。

シミュレーションではダンパーのモデルを自由振動実験の小振幅に合せたモデルに変更した。ダンパーは低速度での速度依存性が実験結果と対応するようモデル化し、 $C=17224.95(\text{kN}/(\text{m/s})^\alpha)$ 、 $\alpha=0.645$ とした。

この種のダンパーでは、端部のピン部分で多少のガタがあることが知られているが、製品検査の結果からごく小さい振幅ではガタの影響は顕著ではないことが確認された。自由振動実験におけるダンパーの軸方向の最大変位は 0.2mm 程度であることから、ダンパーのガタについては考慮しないこととした。

ダンパーの有無による自由振動実験の建物 36 階位置の実測波形を図 29 に、シミュレーション波形を図 30 に示す。また X 方向の自由振動実験において、ダンパー有りの解析での 1 階位置のダンパー上下の節点の相対速度の時刻歴を図 31 に示す。ダンパーは大地震時

のエネルギー吸収を目的としていること、微小振動実験ではダンパーに大きな変位を生じないことなどから、36 階の床応答についてはダンパーの有無による有意な差はみられない (図 29)。シミュレーション結果も同様な傾向を示し、ダンパーの有無による応答結果の違いはほとんど無い (図 30)。一方で、図 31 の結果からダンパーの軸方向最大速度は 0.06cm/s 程度に相当し、ダンパーの負担力は 120kN 程度に相当する。この負担力に対するダンパー取り付け部材の変位は $4\mu\text{m}$ 程度と概算される。この値は SOFO センサの動的変位の分解能力 $0.01\mu\text{m}$ に対して十分大きな値であり、ダンパー取付部にセンサを設置することで変位を検出したり、ガタの状況を把握することが可能であることが推察され、ダンパーの作動状況の把握に SOFO センサーが有効である可能性が高い。

5. まとめ

本論は、2つの高層建物を対象として、光ファイバセンサにより静的・動的な柱軸変形の実測を行い、この結果に基づいて説明性の高い構造モデルを構築することで、建物の構造性能評価・構造システム評価、設計へのフィードバック、被災後の損傷度推定のための

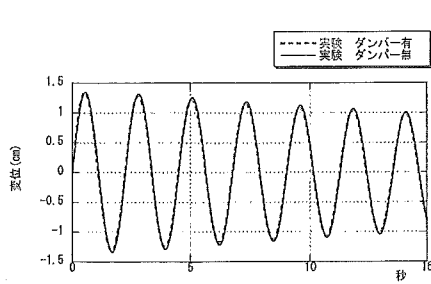


図 29 粘性ダンパーの有無 (計測結果)
(M 建物 X 方向加振 36 階)

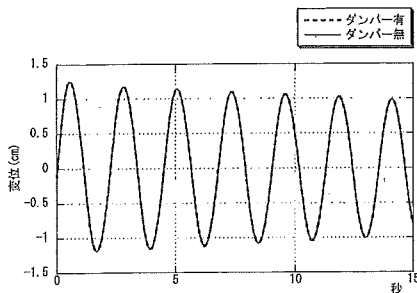


図 30 粘性ダンパーの有無 (解析)
(M 建物 X 方向加振 36 階)

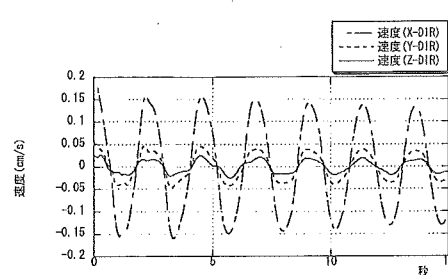


図 31 1 階粘性ダンパー上下間の
応答速度 (解析)

方法論を示したものである。本論の主な成果は以下の通りである。

- (1) 光ファイバセンサを用いた CFT 柱の静的・動的軸変形の計測技術を検証し、施工時から竣工後の長期にわたり間欠的な計測を行う方法論を構築した。動的特性については、鉄骨の長期許容応力度に対する歪みの 1% 程度の歪に相当する加振を行えば、計測部材の挙動を精度良く捉えることができる。また、断面に外付けしたセンサは部材の曲げ歪みを計測可能で、適切な取り付け位置を選択することで精度良く計測可能である。自由振動など小振幅の再現性のある加振に対して、柱端部の曲げ歪の発生状況を精度良く捉えることができるため、震災時の鉄骨梁下フランジの破断などが生じた場合には、梁下フランジ側の曲げ応力負担が減少し、柱端部の曲げ応力負担状況が変化する状況をモニタリングすることが可能であると考えられる。これを利用して損傷度推定するための効率的なセンサ配置は以下の手順で可能であると考えられる。まず設計段階でセンサ配置を計画する。計画は、地震直後の建物継続使用の可否判断や構造損傷箇所の特定など、その目的に応じたものとする。さらに、設計時の構造解析モデルを用いた検討を行い、損傷が予想される梁に取り付く柱のみに配置することや、損傷部材による影響が周辺部材の応力変化に与える影響を把握した上での配置とすることで、より効率的に目的に応じた損傷度推定が可能であると考えられる。
- (2) 静的計測結果による長期柱軸力の推定は、コンクリートの収縮挙動の影響が大きく荷重による歪みと収縮による歪みの分離の評価が難しく、今後の課題である。
- (3) 静的計測結果からは、CFT 断面の充填コンクリートと鋼管の歪みが異なり、コンクリート打設後に収縮する充填コンクリートでは鋼管部よりも大きな歪みとなっており、打設直後にはコンクリートと鋼管は一体的に挙動をしないことが分かった。一方、微小振幅の動的計測結果からは、CFT のコンクリートと鋼管は一体的に挙動しているものと判断された。
- (4) 高層建物の立体構造解析モデルについて、実測された周期特性をもとに実挙動を的確に表現できるようモデルの修正を行い、実挙動を的確に表現できるモデル化の作成手順を検討した。この際に、建設途中の複数の時点でのモデルを比較検討することで精度を向上させた。ここで得られた荷重評価に関する知見は、設計時のモデル構築に反映することができる。
- (5) 動的軸力のシミュレーションの結果によると、(1)で述べた程度の大きさの加振を行えば計測結果と良い対応を示すシミュレー

ションとなることが分かった。

- (6) 上記の計測法とモデル化手法を組み合わせることにより、長期にわたる建物性能評価、特に劣化や損傷につながる剛性の変化を、比較的簡素な計測体制で精度よく評価できることを示した。

現在も両建物での観測は継続しており、さらに建物重量の長期的変化に関する検討を加えている。また、CFT 柱の実大試験体を用いて、コンクリート収縮などの影響による光ファイバセンサの計測特性の詳細な実験を別途実施中である。今後、これらの分析を通して、本手法に関する検討を継続する予定である。

参考文献

- 1) 多田英之：建物の性能ははか(計・測・量)れない，建築雑誌，Vol.120 No.1531，pp.038～039，2005.3
- 2) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.10
- 3) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書（設計編：本編），2007
- 4) 西澤崇雄，大野富男：不整形超高層ビルの柱歪モニタリング報告—計測の目的と概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.B2，pp.83～84，2007.8
- 5) 西澤崇雄，大野富男，飛田潤，福和伸夫，護雅史，小島宏章：不整形超高層ビルの建設時観測に基づく柱歪・振動特性変化に関する研究—その 1 柱歪モニタリングの概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.B2，pp.273～274，2008.9
- 6) 飛田潤，福和伸夫，西澤崇雄：光ファイバセンサによる鋼構造試験体の静的・動的柱軸変形の計測，構造工学論文集，Vol.55B，pp.577～582，2009.3
- 7) 西澤崇雄，大野富男，飛田潤，福和伸夫：光ファイバセンサによる高層建築物建設時の柱軸力変化の計測，日本建築学会技術報告集，第 15 巻第 31 号，pp.751～756，2009.10
- 8) 飛田潤，福知伸夫，松井政樹，小島宏章：建設時の継続的な振動観測に基づく高層建物の振動特性，日本建築学会構造系論文集 No.625，pp.391～398，2008.3
- 9) 此上典文，野畑有秀，安井譲：兵庫県南部地震における鉄骨高層建物の地震応答，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊，pp.439～440，1995.8
- 10) 斉藤幸雄：構造計算書により安全・安心は保証されるか，総合論文誌，No.7，pp.81～86，2009.1
- 11) 三田彰：サステナブル構造システムとリスク制御，建築雑誌，Vol.119 No.1514，pp.036～037，2004.2
- 12) 日本建築学会構造委員会振動運営委員会構造ヘルスマニタリング小委員会：建築構造物の健康診断に関するワークショップ，2005.12
- 13) B.Glisic and N.Simon：Monitoring of concrete at very early age using stiff SOFO sensor，Cement & Concrete Composites 22，pp.115-119，2000
- 14) Mikami T. et al.：High-rise Building Monitoring by Fiber Optic Sensors，IABSE Symposium Budapest，PPI-6，2006

(2010 年 7 月 5 日原稿受理，2010 年 9 月 13 日採用決定)